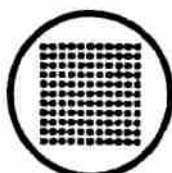


Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales  
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

# **DATOS PARA EL PROYECTISTA DE HORMIGON ARMADO**



**INTI**



## INDICE

Unidades del SIMELA	9
Secciones de barras de Acero $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	9
Secciones de armadura en losas $a_s$ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	10
Número máximo de barras por capa	10
Secciones de estribos de dos ramas por unidad de longitud ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	11
Recubrimientos mínimos, en mm, para hormi- gón in situ, referido a las condiciones ambientales	11
DIMENSIONAMIENTO A FLEXION	12
Dimensionamiento con coeficientes adi- mensionales	13
Verificación de la fisuración	14
DIMENSIONAMIENTO A CORTE	15
Determinación de los esfuerzos de corte	15
Límites de los valores básicos de la tensión de corte $\tau_0$	16
Dimensionamiento de la armadura de corte	17
Barras dobladas	18
Decalaje para cubrir el diagrama de tracción	19
Corte y torsión	20
REGLAS DE ARMADO	21
Diámetro mínimo del mandril de doblado	21
Longitud básica de anclaje	21
Longitud básica de anclaje para mallas	22
Apoyos y anclajes de armaduras	23
Apoyos extremos	23
Apoyos intermedios	24
Tensiones admisibles para cargas localizadas	24
Anclajes en el tramo	25
Anclajes de cargas suspendidas	25

Empalmes de barras	26
Máximo porcentaje de barras empalmadas	27
Empalmes por yuxtaposición de barras	27
Armaduras transversales en la zona de empalme	28
Empalmes por yuxtaposición de mallas soldadas	28
Esquinas de pórticos	30
ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	31
LOSAS Y VIGAS	31
Losas armadas en una y dos direcciones	31
Losas nervuradas	35
Losas con apoyos puntuales	37
Seguridad al punzonado	38
Placas para fundaciones	39
Vigas	40
Esfuerzos de desviación	41
Armadura de enlace	41
Armadura en el nervio	41
COLUMNAS	42
Solicitaciones	42
Disposiciones constructivas	42
Columnas exteriores de construcciones corrientes	44
Tabiques	44
Columnas zunchadas	45

## PROLOGO

La recopilación de los datos contenidos en esta publicación tiene como objeto facilitar la labor del Proyectista de estructuras de hormigón armado, que se supone, está familiarizado con el Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, cálculo y ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado".

Los datos constituyen una especie de ayuda memoria de las disposiciones reglamentarias más importantes y de los auxiliares para el cálculo, tales como tablas de secciones de armaduras, tabla de dimensionamiento a flexión compuesta, verificación de la fisuración, longitudes de anclaje y de empalmes, dimensionamiento de la armadura de corte y torsión y disposiciones constructivas para losas, vigas y columnas.

Se espera que estos datos contribuyan a una aplicación correcta del reglamento y que se alcance el objetivo fijado.

Abril 1983

Dr. Alfonso Huber  
Director Técnico



Tabla 1. Unidades del SIMELA

MAGNITUD	UNIDADES EQUIVALENTES
Fuerza	$1 \text{ N} = 0,1 \text{ kgf}$ $1 \text{ kN} = 1\,000 \text{ N} = 100 \text{ kgf} = 0,1 \text{ t}$ $1 \text{ MN} = 1\,000 \text{ kN} = 10^6 \text{ N} = 100\,000 \text{ kgf} = 100 \text{ t}$
Fuerza por unidad de longitud	$1 \text{ kN/m} = 100 \text{ kgf/m} = 0,1 \text{ t/m}$
Fuerza por unidad de area	$1 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kgf/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2$
Peso específico	$1 \text{ kN/m}^3 = 100 \text{ kgf/m}^3 = 0,1 \text{ t/m}^3$
Momento	$1 \text{ kN} \cdot \text{m} = 100 \text{ kgm} = 0,1 \text{ t m}$
Tensión	$1 \text{ MN/m}^2 = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MPa}$ $1 \text{ MN/m}^2 = 100\,000 \text{ kgf/m}^2 = 10 \text{ kgf/cm}^2 = 100 \text{ t/m}^2$

Tabla 2. Secciones de barras de acero  $A_s$  ( $\text{cm}^2$ )

Diámetro $d_s$ (mm)	Peso (Kg/m)	Perímetro (cm)	Número de barras								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,2	0,11	1,32	0,14	0,28	0,42	0,56	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25
6	0,22	1,88	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
10	0,62	3,14	0,78	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
16	1,58	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,09	18,10
20	2,47	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
25	3,85	7,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19

Tabla 3. Secciones de armadura en losas  $a_s$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

Separación (cm)	Diámetro de barras								Barras por m
	4,2	6	8	10	12	16	20	25	
6	2,32	4,71	8,38	13,09	18,85	33,52	52,36	81,83	16,7
7	1,98	4,04	7,18	11,22	16,16	28,73	44,87	70,14	14,3
8	1,74	3,53	6,28	9,82	14,14	25,14	39,26	61,38	12,5
9	1,54	3,14	5,59	8,73	12,57	22,34	34,90	54,56	11,1
10	1,39	2,83	5,03	7,85	11,31	20,11	31,42	49,10	10,0
11	1,26	2,57	4,57	7,14	10,28	18,28	28,55	44,64	9,1
12	1,16	2,36	4,19	6,54	9,42	16,76	26,17	40,92	8,3
13	1,07	2,17	3,87	6,04	8,70	15,47	24,16	37,77	7,7
14	0,99	2,02	3,59	5,61	8,08	14,36	22,44	35,07	7,1
15	0,93	1,89	3,35	5,24	7,54	13,41	20,94	32,73	6,7
16	0,87	1,77	3,14	4,91	7,07	12,57	19,64	30,69	6,3
17	0,82	1,66	2,96	4,62	6,65	11,83	18,48	28,88	5,9
18	0,77	1,57	2,79	4,36	6,28	11,17	17,46	27,28	5,6
19	0,73	1,49	2,65	4,13	5,95	10,58	16,54	25,84	5,3
20	0,70	1,41	2,51	3,92	5,65	10,05	15,71	24,55	5,0

Tabla 4. Número máximo de barras por capa

$d_s$ (mm)	ancho $b_o$ (cm)								
	10	15	20	25	30	35	40	45	50
6	2	4	6	8	10	-	-	-	-
8	2	4	5	7	9	11	-	-	-
10	2	3	5	7	8	10	12	13	15
12	2	3	5	6	8	9	11	12	14
16	-	3	4	5	7	8	10	11	12
20	-	2	4	5	6	7	9	10	11
25	-	2	3	4	5	6	7	8	9

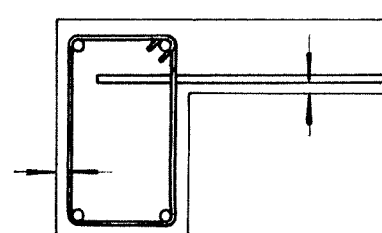


Tabla 5. Secciones de estribos, de dos ramas, por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/m)

Separa- ción s <sub>est</sub> (cm)	Diámetro de los estribos						Cantidad por m
	4,2	6	8	10	12	16	
8,0	3,48	7,07	12,57	19,63	28,27	50,27	12,5
10,0	2,78	5,65	10,05	15,71	22,62	40,21	10,0
12,0	2,2	4,71	8,38	13,09	18,85	33,51	8,3
14,0	1,98	4,04	7,18	11,22	16,16	28,72	7,1
15,0	1,86	3,77	6,70	10,47	15,08	26,81	6,7
16,0	1,74	3,53	6,28	9,82	14,14	25,13	6,3
18,0	1,54	3,14	5,59	8,73	12,57	22,34	5,6
20,0	1,4	2,83	5,03	7,85	11,31	20,11	5,0
22,0	1,26	2,57	4,57	7,14	10,28	18,28	4,5
24,0	1,18	2,36	4,19	6,54	9,42	16,76	4,2
25,0	1,12	2,26	4,02	6,28	9,05	16,08	4,0
26,0	1,06	2,17	3,87	6,04	8,70	15,47	3,8
28,0	1,01	2,02	3,59	5,61	8,08	14,36	3,6
30,0	0,92	1,88	3,35	5,24	7,54	13,40	3,3

Tabla 6. Recubrimientos mínimos en mm para hormigón in-situ referido a las condiciones ambientales [13.2.] \*

	Condiciones ambientales	H-I	H-II
1	protegidas	20	15
2	intemperie	25	20
3	húmedas	30	25
4	agresivas	40	35



Nota: para elementos portantes tipo losa : reducción de 5 mm.  
Verifique recubrimiento  $\geq d_s + 5$  mm (estribos y armadura principal)

\* Los números entre paréntesis corresponden al artículo respectivo del Reglamento CIRSOC 201.

## DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

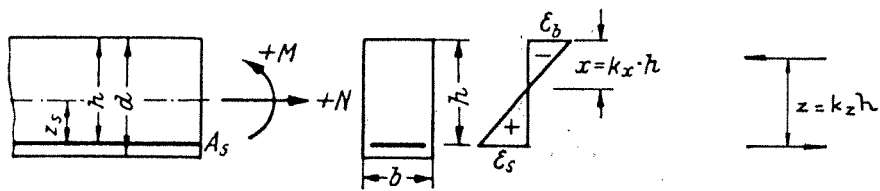
Tabla 7. Valores de cálculo  $\beta_R$  de la resistencia del hormigón, valores de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón y del acero y  $\beta_S/\beta_R$

Clase de hormigón		H-I		H-II	
Tipo de hormigón		H-13	H-17	H-21	H-30
Valores de cálculo $\beta_R$ (MN/m <sup>2</sup> )		10,5	14	17,5	23
Módulo de elasticidad $E_b$ (MN/m <sup>2</sup> )		24 000	27 500	30 000	34 000
Módulo de elasticidad del acero $E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )		210 000			
Coeficiente de cálculo		$\beta_S/\beta_R$			
$\beta_S$ MN/m <sup>2</sup>	220 (I)	21	15,7	12,6	9,6
	420 (III)	40	30	24	18,3
	500 (IV)	47,6	35,7	28,6	21,7
	600 (V)	57,1	42,8	34,3	26,1

### Procedimientos de dimensionamiento

- si  $-0,25 < n = \frac{N}{b \cdot h \cdot \beta_R} < 0,25$  se utilizarán las Tablas de dimensionamiento con coeficientes adimensionales.
- si  $|n| \geq 0,25$  se utilizarán los diagramas m/n de interacción.
- si  $M_S < 0$  se hará la distribución de fuerzas según la ley de la palanca.

DIMENSIONAMIENTO CON COEFICIENTES ADIMENSIONALES



$$M_S = M - N \cdot z_S$$

$$m_S = \frac{M_S}{b \cdot h^2 \cdot \beta_R} \approx \frac{\omega_M}{1,75} \left( 1 - \frac{\omega_M}{2} \right)$$

Cuando  $m_S \leq m_S^*$ , armadura simple  $\omega_M = 1 \sqrt{1 - 3,5 m_S}$

Si  $m_S > m_S^*$  es recomendable aumentar la altura del hormigón

$$A_S = \omega_M \frac{b h}{\beta_S / \beta_R} + 1,75 \frac{N}{\beta_S}$$

Importante: M y N corresponden a solicitaciones de servicio.  
Si N es compresión, debe ser introducido en las ecuaciones con signo negativo.

Tabla de dimensionamiento con coeficientes adimensionales para flexión compuesta (sección rectangular)

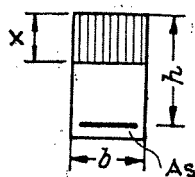
$m_S$	$\omega_M$	$k_x$	$k_z$	$-\epsilon_b/\epsilon_s (\text{‰})$
0,01	0,018	0,08	0,97	0,46/5,00
0,02	0,037	0,12	0,96	0,68/5,00
0,03	0,055	0,15	0,95	0,87/5,00
0,04	0,075	0,17	0,94	1,04/5,00
0,05	0,094	0,19	0,93	1,21/5,00
0,06	0,114	0,22	0,92	1,37/5,00
0,07	0,134	0,23	0,92	1,53/5,00
0,08	0,154	0,25	0,91	1,70/5,00
0,09	0,175	0,27	0,90	1,87/5,00
0,10	0,197	0,29	0,89	2,05/5,00
0,11	0,218	0,31	0,88	2,25/5,00
0,12	0,241	0,33	0,87	2,47/5,00
0,13	0,264	0,35	0,86	2,70/5,00
0,14	0,288	0,37	0,85	2,96/5,00
0,15	0,313	0,39	0,84	3,25/5,00
0,16	0,339	0,42	0,83	3,50/4,86
0,17	0,367	0,45	0,81	3,50/4,23
0,18	0,395	0,49	0,80	3,50/3,67
$m_S^* = 0,193$	0,436	0,54	0,78	3,50/3,00

### Verificación de la fisuración [17.6.2.]

(1)  $\mu_z \leq 0,3\%$

(2)  $d_s \leq d_s \text{ lím}$

(3)  $d_s \leq r \frac{\mu_z}{\sigma_{sd}^2} \cdot 10^4 \text{ (mm)}$



$$\mu_z = \frac{A_s}{b (h - x)}$$

$\sigma_{sd} \text{ (MN/m}^2\text{)} = \text{tensión en el acero bajo cargas permanentes.}$

Diámetro límite, en mm, para la verificación de la fisuración

Condición ambiental	1		2		3 y 4	
Ancho de fisura	normal		pequeño		muy pequeño	
	a	b	a	b	a	b
Liso AL-220	28	28	28	25	28	18
Nervurado ADN-420	28	16	20	12	14	8
ADM-420						
ADM-600						
Mallas AM-500 - L	12	8,5	10	5	6	4
AM-500 - P	12	12	12	7,5	8,5	5
AM-500 - N						
columna "a" vale para $\sigma_{sd} = 0,7 \beta_s / 1,75$						
columna "b" vale para $\sigma_{sd} = \beta_s / 1,75$						

Coeficiente r

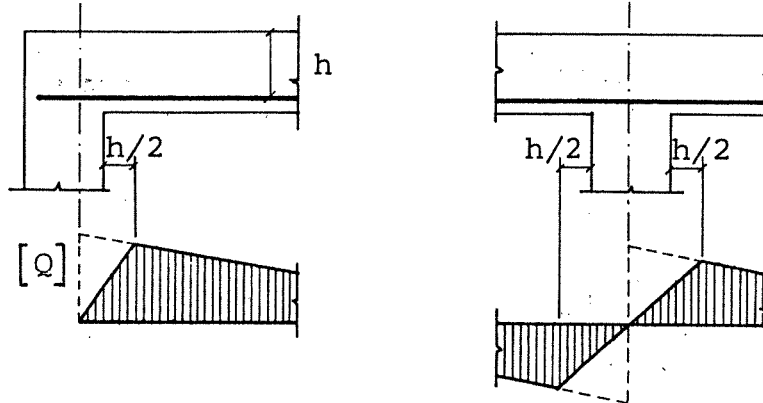
Tipo de superficie de barras y mallas	Condición ambiental		
	1	2	3 y 4
lisa	60	40	25
perfilada	80	60	35
nervurada	120	80	50

## DIMENSIONAMIENTO A CORTE

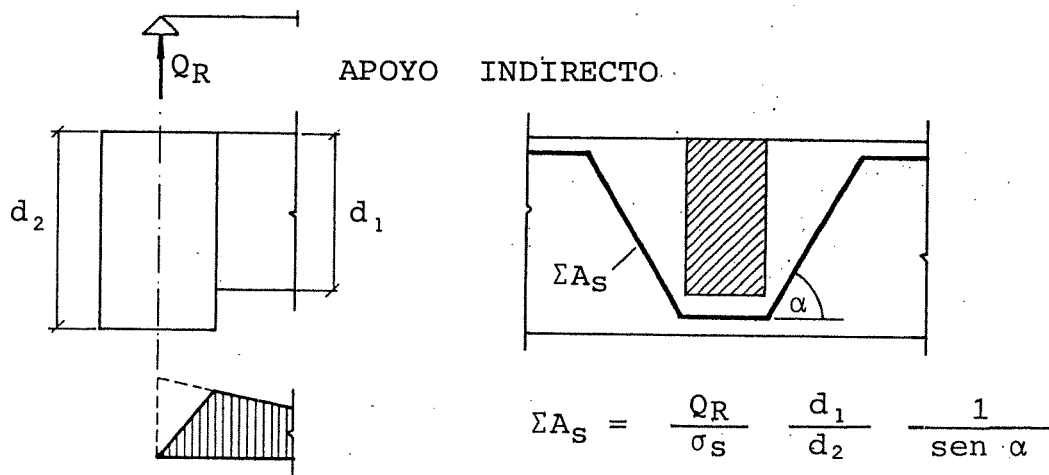
DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS DE CORTE [17.5.]

a) Esfuerzo de corte máximo Q a considerar [17.5.2.]

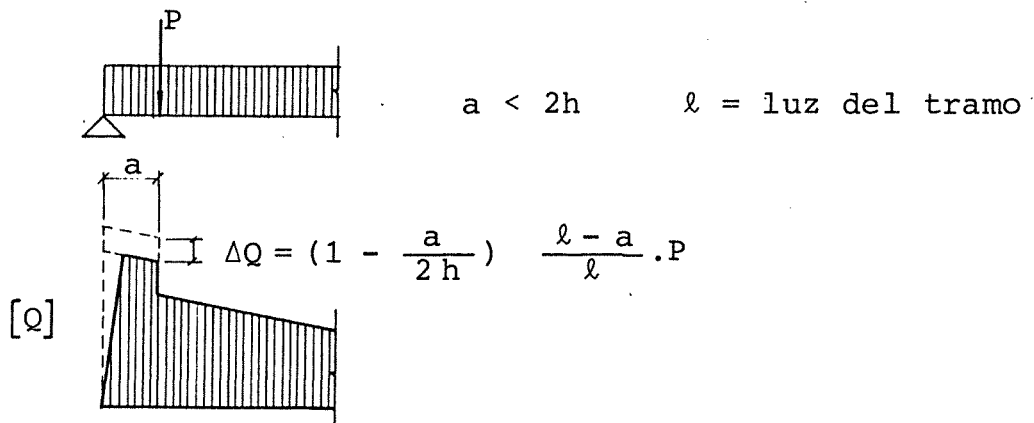
APOYO DIRECTO



APOYO INDIRECTO

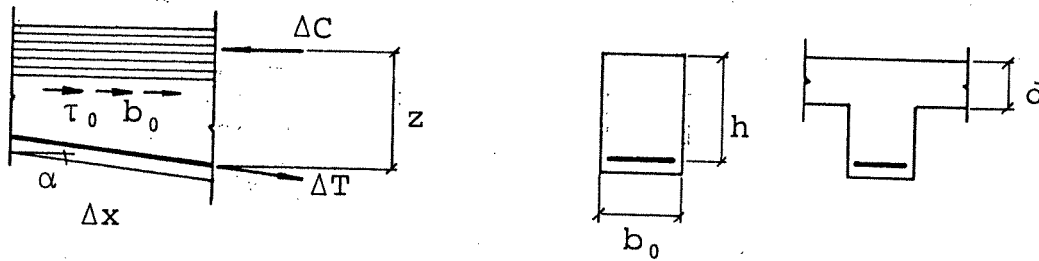


$\Sigma A_S$  debe distribuirse en la zona de entrecruzamiento [18.10.2.]



Reducción de Q debido a una carga concentrada cerca del apoyo (no usar esta reducción en la determinación de  $\max \tau_0$ )

b) Valor básico de la tensión de corte  $\tau_0$



$$z \approx 0,85.h \quad z \approx h - d/2$$

$$\tau_0 \cdot b_0 = \frac{Q}{z} - \frac{M}{z \cdot h} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Límites de los valores básicos de la tensión de corte  $\tau_0$  (MPa)  
[17.5.3.]

Elemento	Zona de corte		Tensión de corte $\tau_0$ máx	Tipos de hormigón			
				H-13	H-17	H-21	H-30
Losas	1	a	$\tau_{011}$	0,25	0,30	0,35	0,40 (1)
		b		0,35	0,45	0,50	0,60 (2)
	2		$\tau_{02}$	1,20	1,50	1,80	2,40
Vigas	1		$\tau_{012}$	0,50	0,65	0,75	1,00 (3)
	2		$\tau_{02}$	1,20	1,50	1,80	2,40
	3		$\tau_{03}$	2,00	2,50	3,00	4,00 (4)

- Observaciones:
- (1) vale para armadura escalonada; armadura de corte no requerida.
  - (2) la armadura debe extenderse entre apoyos; armadura de corte no requerida.
  - (3) armadura de corte constructiva mínima.
  - (4) zona de corte 3 sólo admitida para aceros nervurados,  $d \geq 45$  cm.

## Dimensionamiento de la armadura de corte [17.5.4.]

### a) valor de cálculo de la tensión de corte

Zona de corte 1 ( $\tau_0 \leq \tau_{012}$ )

$$\tau = 0,4 \tau_0$$

Zona de corte 2 ( $\tau_0 \leq \tau_{02}$ )

$$\tau = \tau_0^2 / \tau_{02} \geq 0,4 \tau_0$$

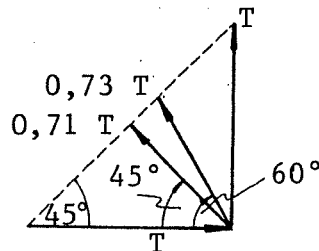
Zona de corte 3 ( $\tau_{01} < \tau \leq \tau_{03}$ )

$$\tau = \tau_0$$

Esfuerzo rasante  $T' = \tau b_0$  (MN/m)

$$\text{Fuerza rasante } T = \int_{x_1}^{x_2} T' dx$$

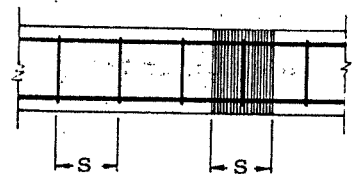
Fuerzas a absorber  
por armaduras se-  
gún su inclinación



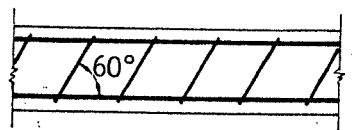
### b) Contribución de estribos y barras dobladas

Estribos: Contribución de un estribo ( $A_{s \text{ est}}$  = sección de todas las ramas de estribos)

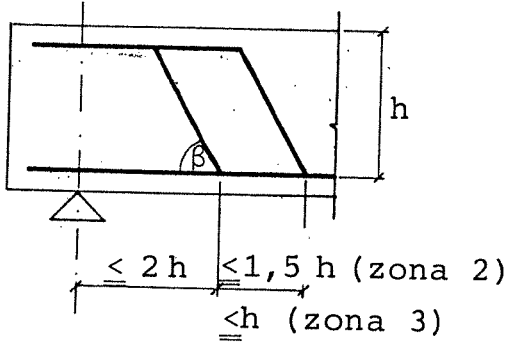
$$T_{\text{est}} = T'_{\text{est}} \cdot s = A_{s \text{ est}} \cdot \sigma_s$$



$$0,73 T'_{\text{est}} \cdot s = A_{s \text{ est}} \cdot \sigma_s$$



Barras dobladas:



$$\frac{0,71}{\cos(\beta - 45^\circ)} T_{dob} = A_{sdob} \sigma_s$$

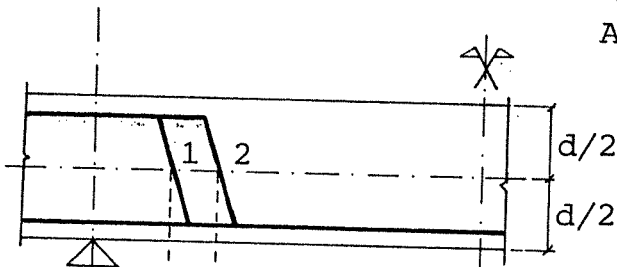
si  $\beta = 45^\circ \rightarrow 0,71 T_{dob}$

$$T_{dob} = 1,41 A_{sdob} \sigma_s$$

si  $\beta = 60^\circ \rightarrow 0,73 T_{dob}$

$$T_{dob} = 1,36 A_{sdob} \sigma_s$$

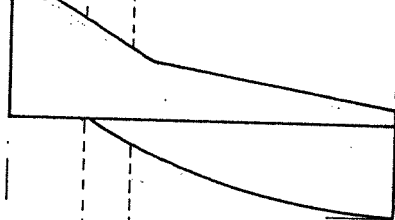
$A_{sdob}$  = sección de barras dobladas



$$T = \int_{\ell_T} (\tau b_0) dx$$

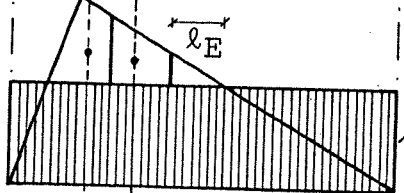
$$T < \left( \Sigma A_{sest} + \frac{\cos(\beta - 45^\circ)}{0,71} \Sigma A_{sdob} \right) \sigma_s$$

$M_{mín} (A_s mín)$



[M]

$M_{máx} (A_s máx)$



[tau]

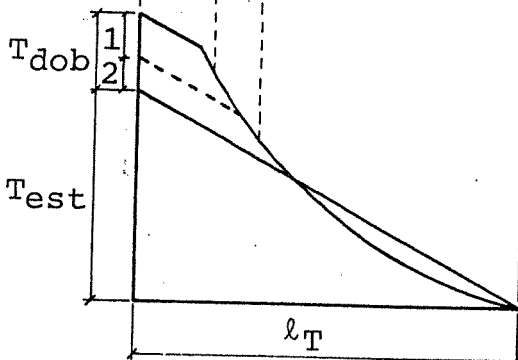
por es-  
tribos

Comprobación global de la ar-  
madura de corte:

$$(\Sigma A_{sest} + 1,4 \Sigma A_{sdob}) \geq \chi (A_{smáx} + A_{smín}) \frac{\beta_s}{\gamma \sigma_s}$$

$\chi \approx \tau_0 / \tau_{0,2} \leq 1$  (consultar Cua-  
derno 220)

$$\frac{\beta_s}{\gamma \sigma_s} = \begin{cases} 1 & \text{(acero tipo III)} \\ 1,43 & \text{(V, } \beta_s = 600 \text{ MN/m}^2) \end{cases}$$



[T]



Máxima separación entre estribos  
de vigas ( $\sigma_s \leq 240 \text{ MN/m}^2$ )

Zona	Separación s (rige valor menor)
1	30 cm ó 0,8 d <sub>0</sub>
2	25 cm ó 0,6 d <sub>0</sub>
3	20 cm ó 0,3 d <sub>0</sub>

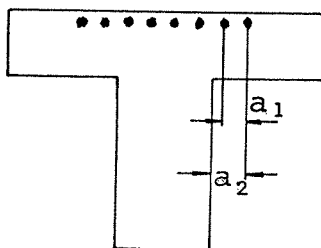
En vigas: mín T'est = 0,25 .  $\tau_0$  . b<sub>0</sub>

Sobre los apoyos interiores deben usarse estribos cerrados.

Tipo de acero	AL-220	ADN-420 ADM-420	AM-500-N
$\sigma_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	126	240	286

Decalaje para cubrir el diagrama de tracción [18.7.2.]

Disposición de la armadura	Zona de corte		
	1	2	3
Losas sin armadura de corte	1,0 h		
Vigas y losas con armadura de corte	0,75 h		
Estribos inclinados	s ≤ 0,25 h	0,50 h	0,25 h
	s > 0,25 h	0,75 h	0,50 h
Estribos verticales		1,0 h	0,75 h
Estribos y barras dobladas		0,75 h	0,50 h



Aumento de decalaje en vi-  
gas placas

$$v + a_1$$

$$v + a_2$$

## CORTE Y TORSION [17.5.7.]

a) comprobación por separado de las tensiones en estado I:

$$\tau_0 \leq \tau_{02}$$

$$\tau_T \leq \tau_{02}$$

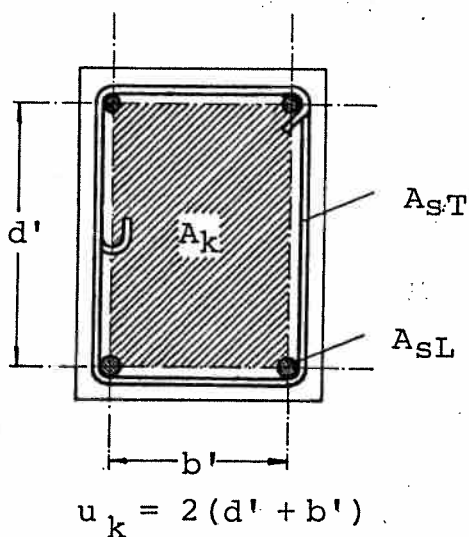
b) comprobación de la suma de tensiones en estado I:

$$\tau_0 + \tau_T \leq 1,3 \tau_{02}$$

c) dimensionamiento de la armadura:

Si  $\tau_0 + \tau_T > \tau_{012}$  se debe dimensionar la armadura por separado para corte ( $\tau_0$ ) y para torsión ( $\tau_T$ ) y luego se suman los valores así determinados.

### Cálculo de la armadura de torsión:



$$T_T' = \frac{M_T}{2 A_k} \quad (\text{fórmula de Bredt})$$

$$A_{sT} = \frac{T' s}{\sigma_s} = \frac{M_T s}{2 A_k \sigma_s}$$

$$\Sigma A_{sL} = \frac{T' u_k}{\sigma_s} = \frac{M_T u_k}{2 A_k \sigma_s}$$

( $\sigma_s$  tensión admisible como en el dimensionamiento al corte)

## REGLAS DE ARMADO

### Separación entre barras

La separación libre entre barras rectas individuales paralelas de la armadura, fuera de la zona de empalme, debe ser como mínimo, igual a 2 cm y no menor que el diámetro  $d_s$  de la barra.

Diámetro mínimo del mandril de doblado  $d_{br}$  [18.3.1.]

Tipo de doblado	$d_s$	AL-220	ADN-420 ATR-500	ADM-420 AM-500	ADN 500 ADM 500	ADN 600 ADM 600
ganchos, estribos y bucles	< 20 20 a 28	2,5 $d_s$ 5 $d_s$	4 $d_s$ 7 $d_s$		5 $d_s$ 8 $d_s$	6 $d_s$ 10 $d_s$
barras dobladadas	recubrimiento lateral > 5 cm ó > 3 $d_s$ ≤ 5 cm ó ≤ 3 $d_s$	10 $d_s$ 15 $d_s$	15 $d_s$ 20 $d_s$		18 $d_s$ 24 $d_s$	21 $d_s$ 28 $d_s$

### Longitud básica de anclaje [18.5.2.]

$$\ell_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_1 \text{ adm}} \cdot d_s$$

### Longitud requerida

$$\ell_1 = \alpha_1 \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_{s \text{ exist}}} \ell_0 \begin{cases} \geq 10 d_s \text{ (barras rectas)} \\ \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s \text{ (bucles, ganchos)} \end{cases}$$

$\alpha_1 = 1$  : anclajes rectos (tracción y compresión)  
ganchos y bucles (compresión o recubrimiento lateral inferior a 3  $d_s$ )

$\alpha_1 = 0,7$  : ganchos y bucles (tracción)

Longitud básica de anclaje para mallas

- Lisas (AM-500-L) y perfiladas (AM-500-P):

$\ell_0$  = longitud que contiene 4 barras transversales soldadas (separación mín :  $5 d_s \geq 5$  cm). Esta longitud no debe ser menor que el valor  $\ell_0$  para mallas nervuradas (AM-500-N).

- Nervuradas (AM-500-N):

$\ell_0$  se calcula con la misma ecuación que las barras individuales.

		$\ell_0/d_s$							
Conformación superficial		Clase de hormigón y zona de adherencia							
		H-13		H-17		H-21		H-30	
		I	II	I	II	I	II	I	II
Lisa AL-220		52	102	48	96	45	90	39	78
Nervurada	ADN-420	43	86	38	76	33	66	27	54
	ADM-420								
	AM-500-N	51	102	45	90	40	80	33	66
	ADM-600	61	122	54	108	48	96	39	78
Nota: I zona de buena adherencia [18.4.] II zona de deficiente adherencia [18.4.]									

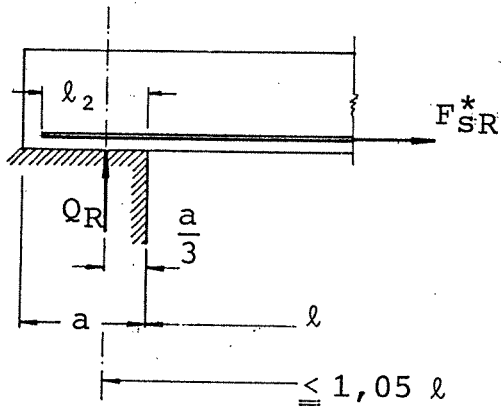
La zona I (buena adherencia) rige para todas las barras que durante el hormigonado tengan una inclinación entre 45° y 90° con respecto a la horizontal y para barras con una inclinación menor que 45°, ubicadas durante el hormigonado a 25 cm como máximo con respecto al borde inferior del hormigón fresco, o como mínimo a 30 cm debajo del borde superior del elemento constructivo o de una junta de hormigonado.

La zona II (adherencia deficiente) rige para todas las barras no comprendidas en la zona I y para todas las barras horizontales de los elementos constructivos que se ejecutan por el sistema de encofrado deslizante.

## APOYOS Y ANCLAJES DE ARMADURAS

### Apoyos extremos [18.7.4.]

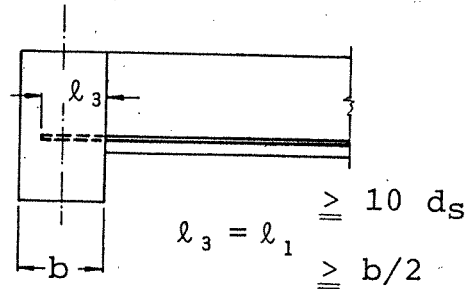
#### a) barras



Apoyo directo

$$a_{\min} = 10 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{2}{3} l_1 \geq 6 d_s$$



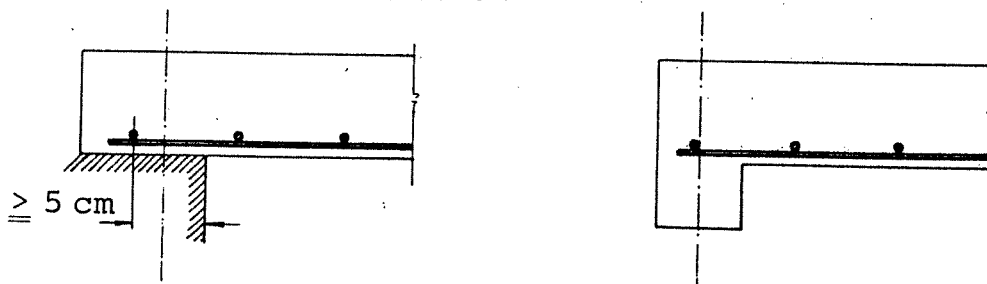
Apoyo indirecto

Armadura transversal (hendi-  
miento): generalmente nominal  
por estribos llevados sobre  
los apoyos.

$$F_{SR} \geq Q_R \frac{V}{h} + N$$

\* armadura mínima que se ancla en los apoyos extremos: 1/3 de la máxima del tramo

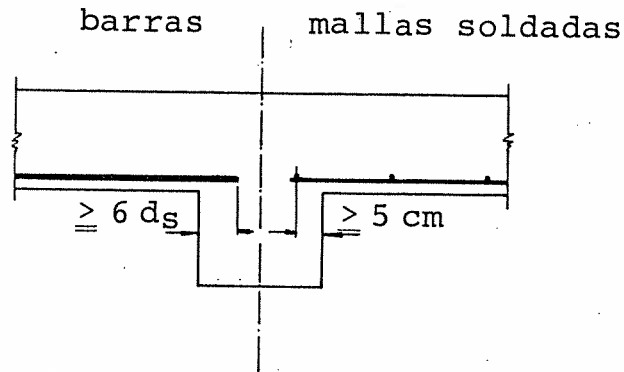
#### b) mallas soldadas



Cuando se verifica que  $a_{s \text{ nec}}/a_{s \text{ exist}} \leq \frac{1}{3}$  es suficiente una barra detrás de la línea teórica del apoyo.

En las mallas lisas o perfiladas, esta barra transversal debe estar ubicada por lo menos 5 cm detrás del borde interior del apoyo.

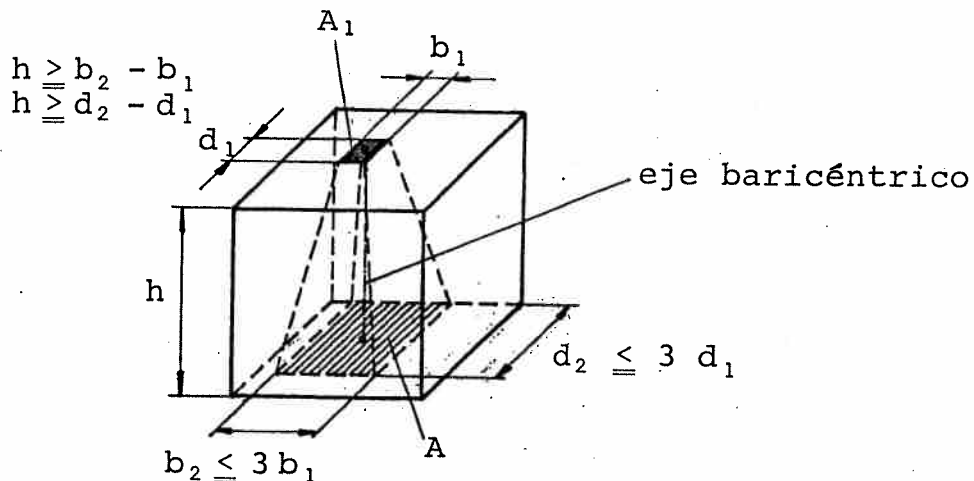
Apoyos intermedios [18.7.5.]



Armadura mínima a anclar: 25% de la máxima armadura del tramo

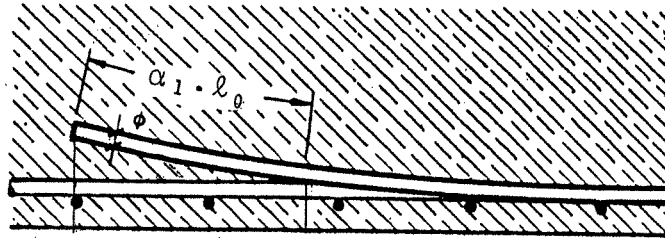
Recomendación: empalmar las armaduras sobre los apoyos para la absorción de solicitaciones no previstas (por ejemplo, incendio, descenso de apoyo, etc.)

Tensiones admisibles para cargas localizadas [17.3.3.]

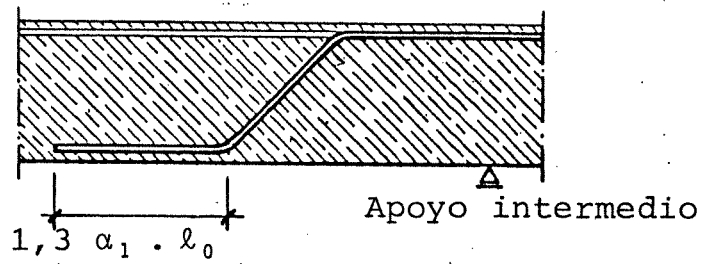
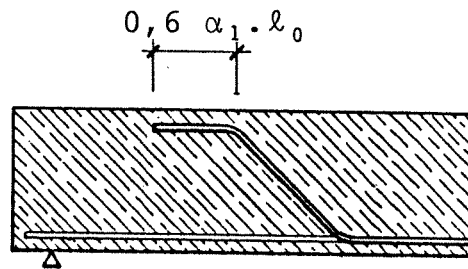


$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{2,1} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq 1,4 \beta_R$$

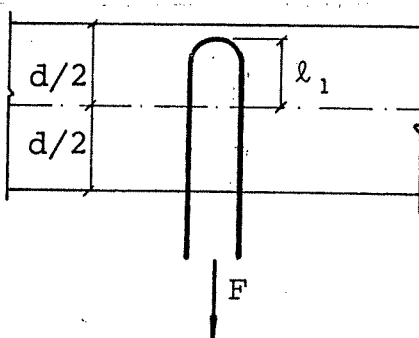
Anclajes en el tramo [18.7.3.]



$l_1$  en losas con  $d_s < 16 \text{ mm}$

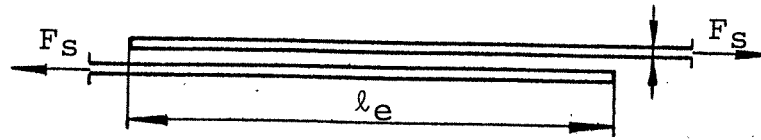


Anclajes de cargas suspendidas [18.10.3.]

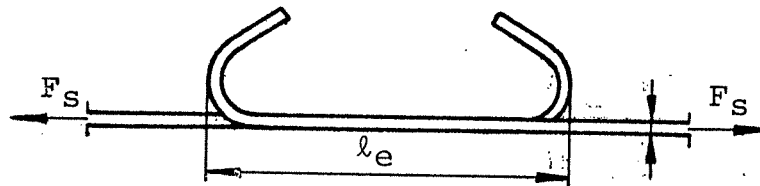


Anclar en la mitad alejada del borde con longitud  $l_1$  (si no fuese posible, debe empalmarse el anclaje con estribos)

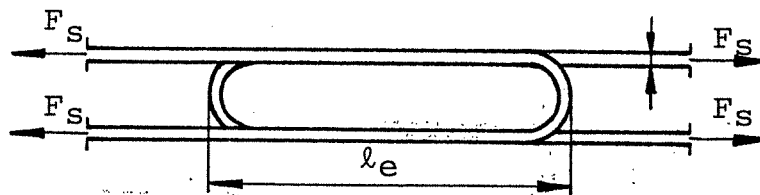
Empalmes de barras [18.6.]



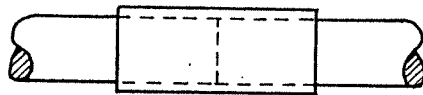
Extremos rectos



Ganchos



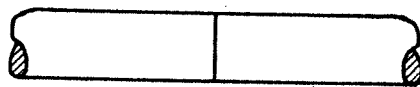
Bucles



empalme roscado



empalme soldado



por contacto directo  
(barras con compresión  $d_s \geq 20 \text{ mm}$ )

$$l_e = l_0$$



Máximo porcentaje de barras empalmadas [18.6.2.]

- barras nervuradas:  $\left\{ \begin{array}{l} 100\% \text{ de la sección total de armadura,} \\ \text{en una única capa} \\ 50\% \text{ de la sección total de armadura} \\ \text{si está dispuesta en varias capas} \end{array} \right.$
- barras lisas o perfiladas: 33% de la sección de cada capa
- armaduras transversales: 100% en losas armadas en una dirección y en tabiques
- barras empalmadas por soldadura y uniones roscadas: 100% de la sección total de armadura
- barras empalmadas por contacto directo: 50% de las barras comprimidas siempre que la cuantía de las barras no empalmadas  $\geq 0,8\%$

Empalmes por yuxtaposición de barras [18.6.3.]

$$\boxed{l_e = \alpha_e l_1} \quad \begin{array}{l} \geq 20 \text{ cm (en todos los casos)} \\ \geq 15 d_s \text{ (extremos rectos)} \\ \geq 1,5 d_{br} \text{ (ganchos y bucles, } d_{br} = \text{diámetro} \\ \text{del mandril de doblado)} \end{array}$$

Dos empalmes se consideran desplazados si la distancia entre los respectivos centros de empalme  $\geq 1,3 l_e$ .

Coefficiente  $\alpha_e$

Zona de adherencia	$\alpha_e$			
	% de barras empalmadas en una capa			
	$d_s$	< 20%	20 a 50%	> 50%
I	< 16	1,2	1,4	1,6
	$\geq 16$	1,4	1,8	2,2

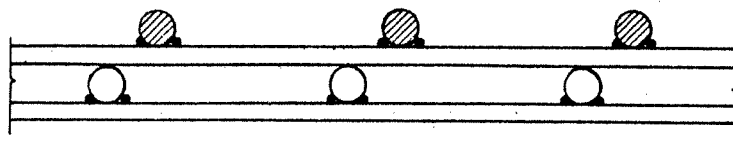
En la zona II: 75% del valor correspondiente a zona I ( $l_1$  en zona II, es el doble de  $l_1$  en zona I).



Las mallas formadas por barras nervuradas (sección  $a_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) deben empalmarse de acuerdo con las reglas fijadas para las barras nervuradas (no se toman en cuenta las barras transversales soldadas).

Para mallas de barras dobles debe calcularse el diámetro equivalente  $d_{sv} = d_s \sqrt{2}$ .

b) Empalmes en dos planos [18.6.4.3.]



Se debe evitar la ejecución del empalme en la zona donde  $a_{s \text{ nec}}/a_{s \text{ exist}} > 0,8$ .

Las mallas con  $a_s \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$  pueden empalmarse en una misma sección.

Las mallas con  $a_s > 12 \text{ cm}^2/\text{m}$  sólo pueden empalmarse en una capa interna cuando la armadura está formada por varias capas. En este caso el porcentaje empalmado no debe superar el 60% de la armadura total.

Mallas de barras nervuradas:

$\ell_e = \alpha_{em} \ell_1$

Zona I:  $\alpha_{em I} = 0,5 + \frac{a_s}{7}$

$\geq 1,1$

$\leq 2,2$

Zona II:  $\alpha_{em II} = 0,75 \alpha_{em I} \geq 1$

Mallas de barras lisas o perfiladas:

La longitud de yuxtaposición se obtiene de la cantidad de barras transversales efectivas, por cada malla en la zona de empalme  $= \alpha_{em I} \cdot 4 \frac{a_{s \text{ nec}}}{a_{s \text{ exist}}}$  (redondear al número entero mayor).

$\ell_e$  no puede ser menor que  $\ell_e$  para mallas con barras nervuradas.

c) Empalmes por yuxtaposición de barras transversales de mallas soldadas [18.6.4.4.]

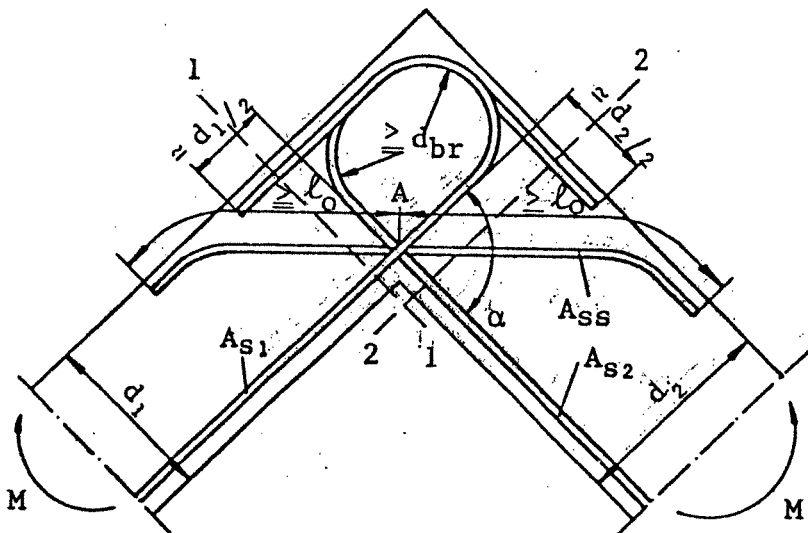
$d_s$ (mm)	$\leq 6,5$	$> 6,5$ a $8,5$	$> 8,5$ a $\leq 12$
$l_e$ (cm)	$\geq 15$	$\geq 25$	$\geq 35$

Número mínimo de barras en la zona de empalme:

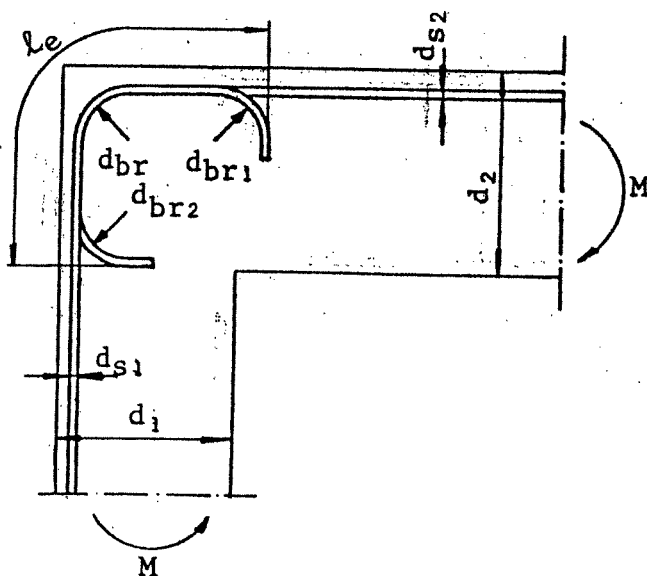
mallla de barras nervuradas: 1

mallla de barras lisas o perfiladas: 2

Esquinas de pórticos [18.9.3.]



Esquina de pórtico solicitada por un momento positivo



Esquina de pórtico solicitada por un momento negativo

## ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

### LOSAS Y VIGAS

#### a) Losas armadas en una y dos direcciones

##### Disposiciones constructivas [20.1.2.]

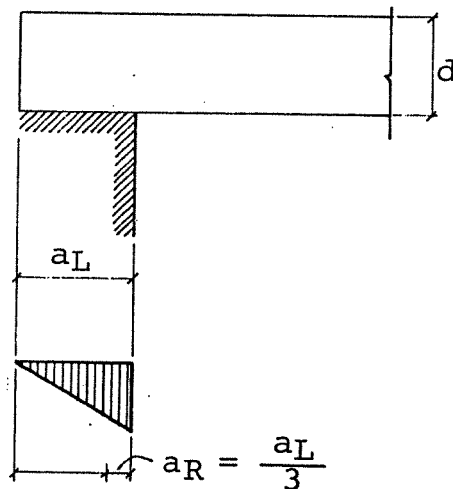
$$\text{Espesores m\u00ednimos: } \begin{cases} 7 \text{ cm (en general)} \\ 10 \text{ cm (con tr\u00e1nsito de autom\u00f3viles)} \\ 5 \text{ cm (losas no accesibles)} \end{cases}$$

Profundidad m\u00ednima de apoyo:

7 cm (sobre mamposter\u00eda y hormig\u00f3n  $\sigma'_{bk} < 13 \text{ MN/m}^2$ )

5 cm (sobre hormig\u00f3n  $\sigma'_{bk} \geq 13 \text{ MN/m}^2$ )


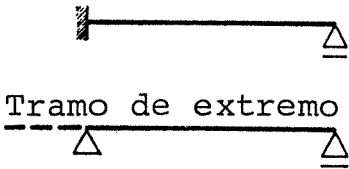
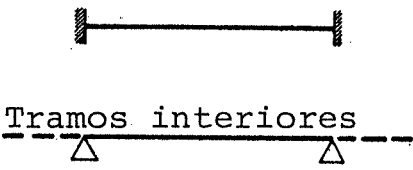

3 cm (si el desplazamiento lateral est\u00e1 impedido y las luces de las losas son  $\leq 2,5 \text{ m}$  sobre vigas de hormig\u00f3n armado y vigas de acero)



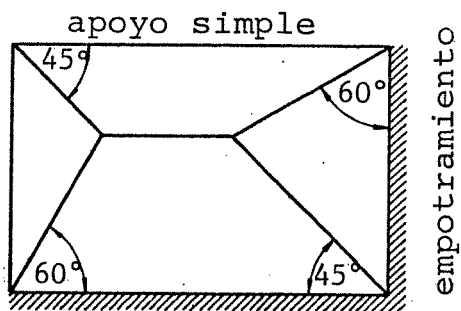
##### Esbelteces m\u00ednimas:

$\ell_i/h \leq 35$  en general (vigas y losas)

$\ell_i/h \leq 150/\ell_i$  ( $\ell_i$  y  $h$  en m) si apoyan tabiques sensibles a la fisuraci\u00f3n

Sistema estático	$\alpha = \ell_i / \ell$
	1,0
 Tramo de extremo	0,8
 Tramos interiores	0,6
	2,4

### Solicitaciones [20.1.5.]

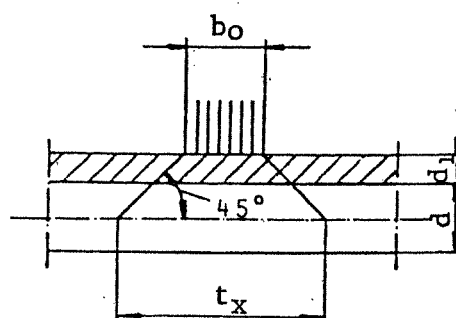


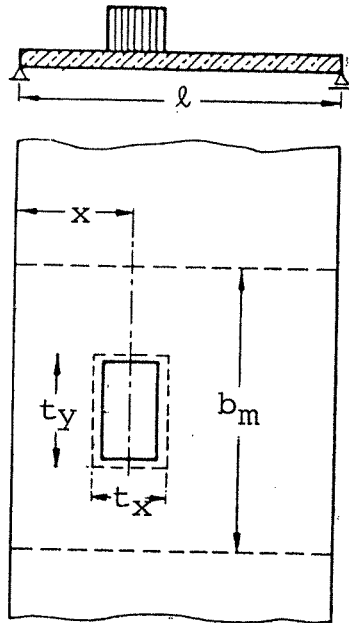
distribución de carga uniforme a los apoyos

si  $h < 10$  cm deben aumentarse las sollicitaciones (M, N) por

$$\left( \frac{15}{h + 5} \right).$$

Ancho colaborante en losas para cargas puntuales y lineales [20.1.4.] , (ver la Tabla 2.1. del Cuaderno 240)





### Armaduras en losas [20.1.6.]

Separación máxima de barras en las zonas de momentos máximos:

$$s \leq 15 + \frac{d}{10}$$

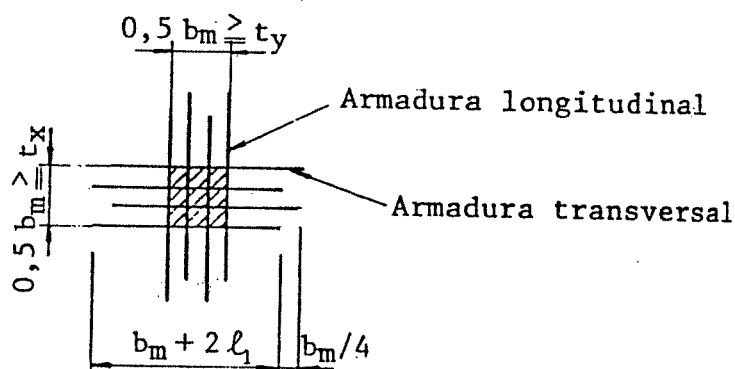
### Armadura transversal de losas armadas en una dirección:

La armadura mínima será el 20% de la máxima armadura del tramo, pero como mínimo:

Tipo de acero		Armadura por metro
I	AL-220	3 $\phi$ 8
III	ADN-420, ADM-420	3 $\phi$ 6
V	ADM-600	
IV	AM-500 ATR-500	4 $\phi$ 4,2

Esta armadura transversal es suficiente, generalmente, para absorber las tensiones transversales (hendidamiento) en las zonas de anclaje.

Debajo de cargas concentradas o lineales, se debe colocar adicionalmente una armadura transversal complementaria cuya sección por metro debe ser, como mínimo, igual al 60% de la sección de armadura principal necesaria para la carga concentrada o lineal.



En los bordes libres de losas se debe utilizar una armadura constructiva en forma de horquillas (no aplicables a construcciones corrientes y placas de fundación) [18.9.1.]

Armadura en losas cruzadas:

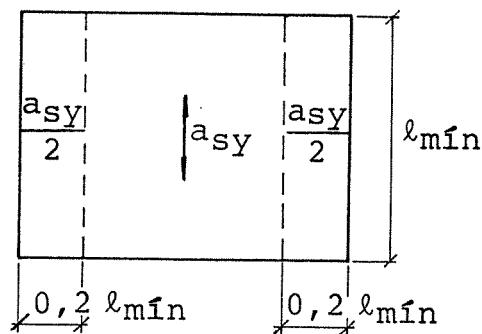
Separación de armaduras:

$$\boxed{\text{máx } s \leq 15 + \frac{d}{10}} \quad (\text{armadura mayor})$$

$$\begin{aligned} \text{máx } s &\leq 2d \\ &\leq 25 \text{ cm} \end{aligned} \quad (\text{armadura menor})$$



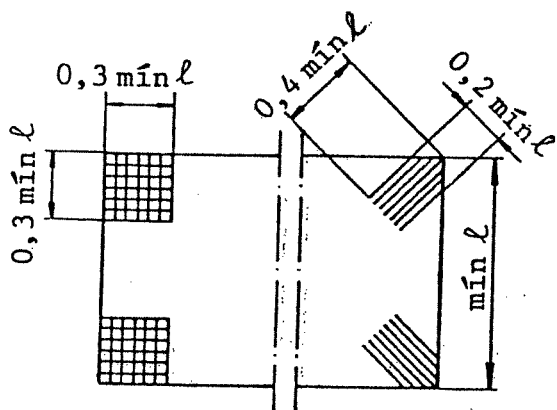
### Reducción de armaduras en las franjas laterales



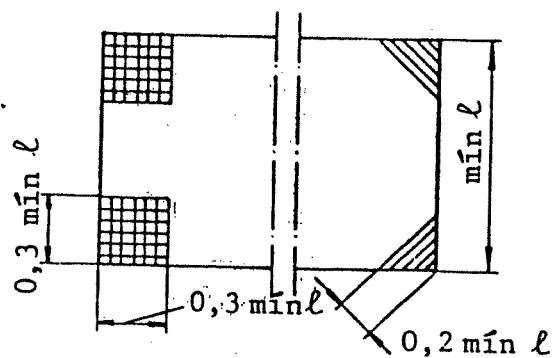
### Armadura de esquina [20.1.6.4.]

Sección de la armadura = máxima armadura inferior del tramo, en ambas direcciones.

El anclaje puede considerarse al comienzo del gancho o a partir de  $20 d_s$  en barras rectas.



Armadura superior

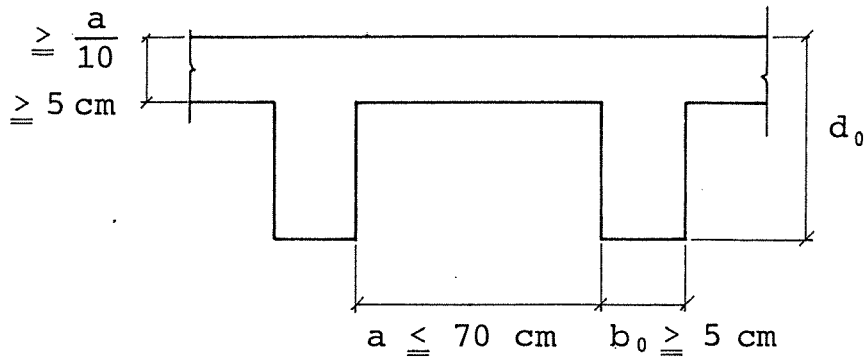


Armadura inferior

### b) Losas nervuradas [21.2.]

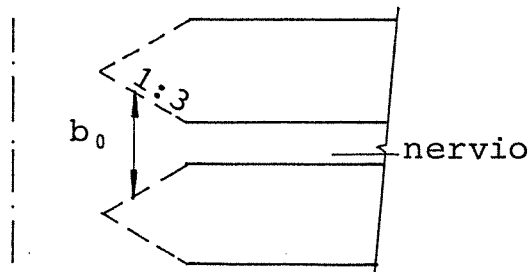
Sobrecarga  $p \leq 5 \text{ kN/m}^2$

Cargas concentradas de más de  $7,5 \text{ kN}$  deben transmitirse por medio de nervios transversales.



La armadura mínima transversal será igual a la de las losas armadas en una dirección.

Losas continuas a los efectos del cálculo: la armadura de compresión sobre los apoyos debe limitarse a  $\mu_s \leq 1\%$ ; el aumento de  $b_0$  se limita a una transición de 1:3.



### Nervios transversales [21.2.2.3.]

p (kN/m)	Separación de nervios transversales	
	$s_\ell \leq \ell/8$	$s_\ell > \ell/8$
$\leq 2,75$	12 $d_0$	12 $d_0$
$> 2,75$	10 $d_0$	8 $d_0$

$s_\ell$  = separación de nervios longitudinales

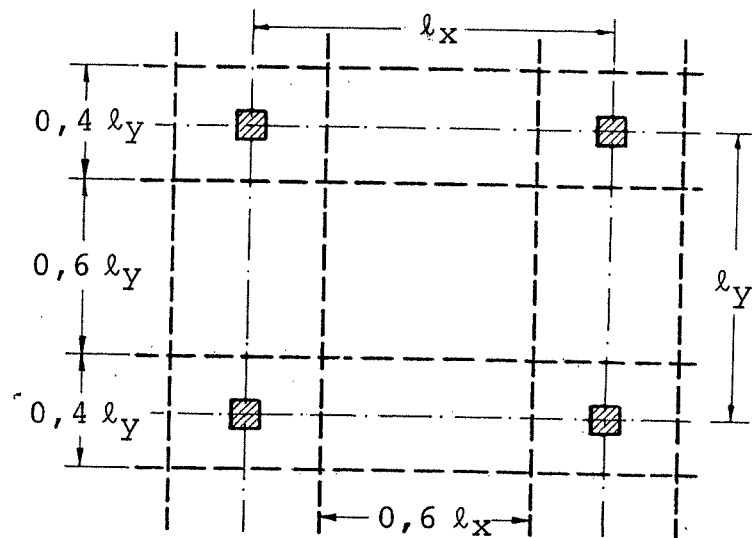
Losas nervuradas cruzadas ( $p > 5 \text{ kN/m}$ ) [21.2.3.]

Rige para ambas direcciones a  $\leq 70 \text{ cm}$  y demás disposiciones dadas para losas armadas en una dirección.

c) Losas con apoyos puntuales [22]

Espesor mínimo de la losa = 15 cm

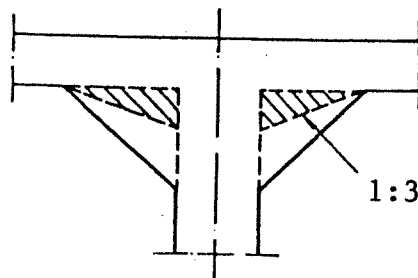
Solicitaciones



Distribución de solicitaciones por franjas, en ambas direcciones (para toda la carga)

El 50% de la armadura inferior debe prolongarse hasta los ejes de los apoyos.

Consideración de un refuerzo en la determinación de las solicitaciones



## Seguridad al punzonado [22.5.]

$$\tau_r = \frac{\text{máx } Q_r}{u \cdot h_m}$$

siendo:

$u_0$  el perímetro de la sección circular de diámetro  $d_r$  alrededor de la columna ( $u_0 = \pi \cdot d_r$ )

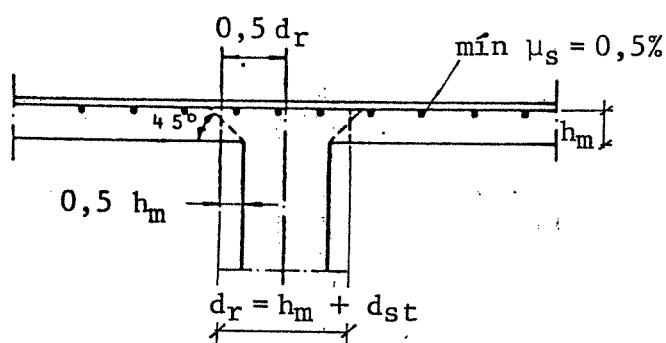
$u = u_0$  para las columnas interiores

$u = 0,6 u_0$  para las columnas de borde (por efectos de flexión incrementar  $\tau_r$  en 40% para las columnas de borde, si no se calculan con mayor precisión).

$u = 0,3 u_0$  para las columnas de esquina

$d_{st}$  el diámetro de la columna circular

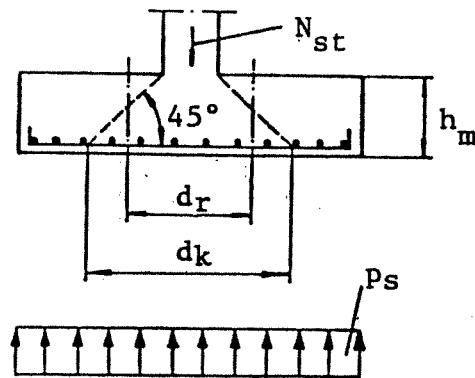
$d_{st} = 1,13 \sqrt{b \cdot d}$  en las columnas de sección rectangular de lados  $b$  y  $d$  ( $b/d < 1,5$ )



## Verificación de la seguridad al punzonado

$$\tau_r \leq \alpha_1 \tau_{011} \quad (\text{no se necesita armadura})$$

$$\alpha_1 \tau_{011} < \tau_r \leq \alpha_2 \tau_{02} \quad (\text{armadura necesaria, dimensionar para } 0,75 \text{ máx } Q_r)$$



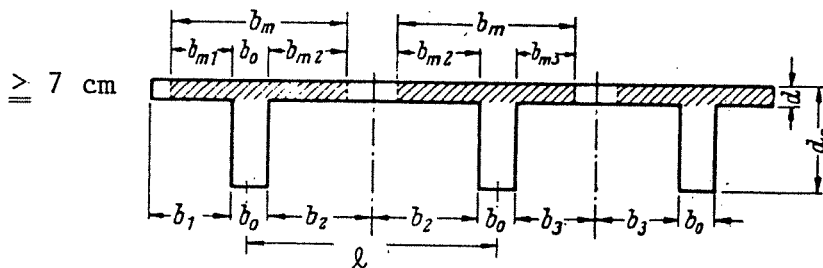
d) Vigas 21

Profundidad mínima del apoyo = 10 cm

Espesor mínimo de la placa = 7 cm

Presión máxima en el apoyo  $\sigma_b \leq \beta_R/2,1$

Determinación del ancho colaborante



Ancho colaborante de placa relativo  $b_{m1}/b_1$  ó  $b_{m2}/b_2$  ó  $b_{m3}/b_3$  en vigas-placa.

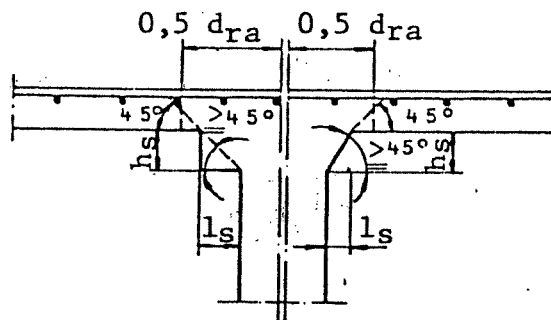
$\frac{d}{d_0}$	$\frac{b_1}{l}$ ó $\frac{b_2}{l}$ ó $\frac{b_3}{l}$														$\frac{b_{m1}}{b_1}$ ó $\frac{b_{m2}}{b_2}$ ó $\frac{b_{m3}}{b_3}$
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	
0,10	0,18	0,20	0,23	0,26	0,31	0,38	0,43	0,48	0,55	0,62	0,71	0,82	0,92	1,00	
0,15	0,20	0,22	0,25	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,57	0,64	0,72	0,82	0,92	1,00	
0,20	0,23	0,26	0,29	0,33	0,38	0,45	0,50	0,55	0,61	0,68	0,76	0,85	0,93	1,00	
0,30	0,32	0,36	0,40	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,68	0,74	0,80	0,87	0,94	1,00	

$$\alpha_1 = 1,3 \alpha_s \sqrt{\mu_g}$$

$$\alpha_2 = 0,45 \alpha_s \sqrt{\mu_g}$$

$$\mu_g = \frac{a_{sx} + a_{sy}}{2 h_m} \geq 0,5\%$$

Tipo de acero	$\sigma_s$	$\alpha_s$
AL-220	126	1,0
ADN-420 ADM-420	240	1,3
AM-500 ADM-500 ADN-500	240	1,4



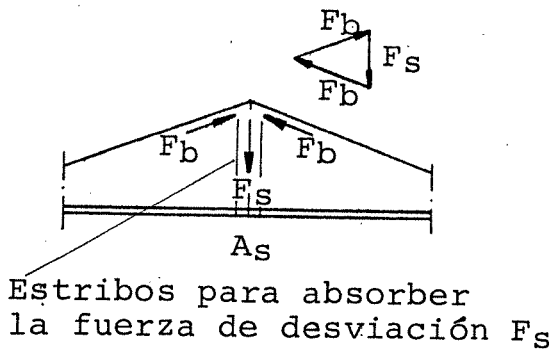
### Placas para fundaciones [22.7.]

$$\text{máx } Q_r = N - \frac{\pi \cdot d_k^2}{4} p_s$$

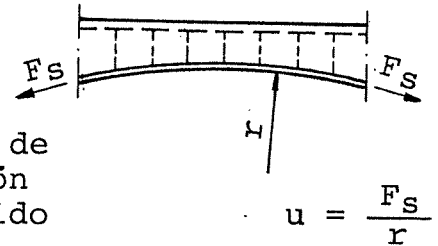
$$d_k = d_r + h_m$$

$$\mu_g = a_s/h_m$$

### Esfuerzos de desviación [18.9.3.]

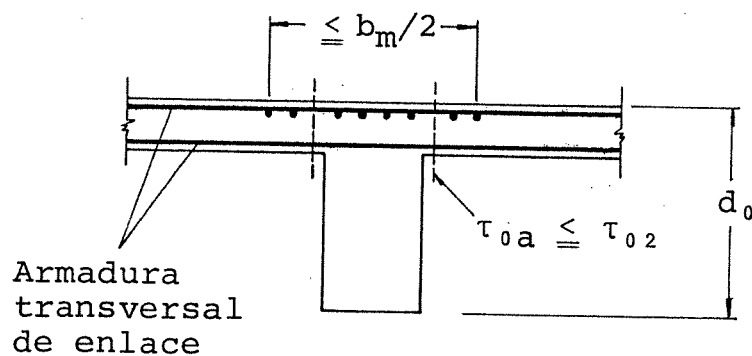


Esfuerzo de desviación distribuido



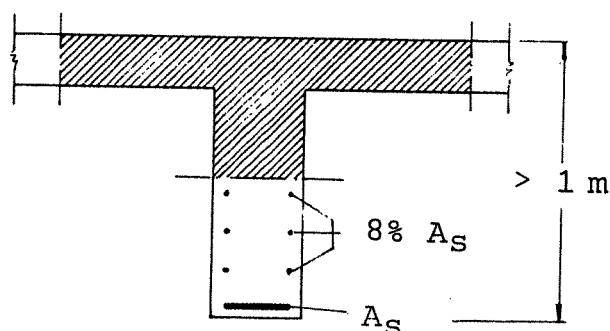
### Armadura de enlace [18.8.5.]

La armadura de enlace se calcula con  $\tau_{0a}$  (igual que en corte), distribuyéndola en dos capas, pudiendo incluirse en ella una armadura existente en losa; en caso de momentos flexores transversales basta incluir el 50% de la armadura de corte en la capa flexotraccionada.



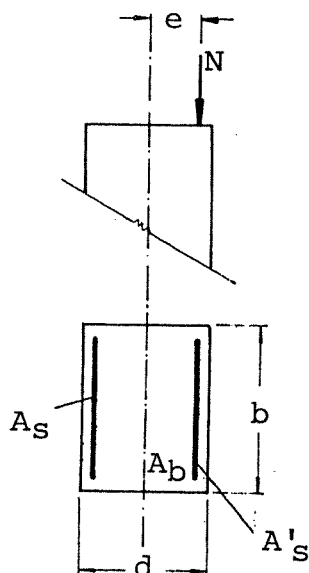
### Armadura en el nervio [21.1.2.] $d_0 > 1,0 \text{ m}$

mín 8%  $A_s$ , distribuido en la zona traccionada del nervio



## COLUMNAS

### a) SOLICITACIONES [17.4.3.]



Esbeltez  $\lambda = s_K/i$

$i^2 = I_b/A_b$

$b/d \leq 5$

$s_K$  = longitud de pandeo (por ejemplo en pórticos no desplazables = altura en tre pisos)

si  $20 < \lambda \leq 70$  ( $6 < s_K/d \leq 20$ ) : dimensionar para  $N$  y  $N(e + f)$

$f$  incluye la excentricidad no prevista ( $e_v = s_K/300$ ); para el cálculo:  $A'_s \leq A_s$

$0 \leq e/d < 0,3$  :  $f = d \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0,10 + e/d} \geq 0$

$0,3 \leq e/d < 2,5$  :  $f = d \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$

$2,5 \leq e/d \leq 3,5$  :  $f = d \frac{\lambda - 20}{160} (3,5 - e/d) \geq 0$

### b) DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS [25.2.1. y 25.2.2.]

Espesor mínimo de los elementos comprimidos armados con estribos

Sección	Espesor mínimo (cm)	
	in-situ	premoldeado
maciza	20	14
I, L, T	14	7
hueca (espesor de pared)	10	5

#### Cuantías respecto de $A_b$

mínimas: 0,8% (0,4% para armadura traccionada o menos comprimida)

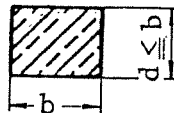
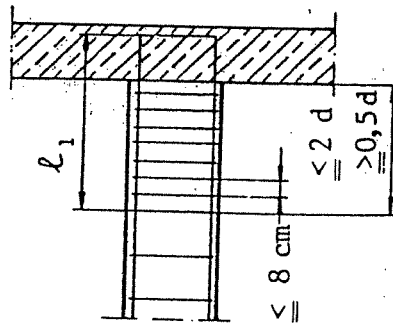
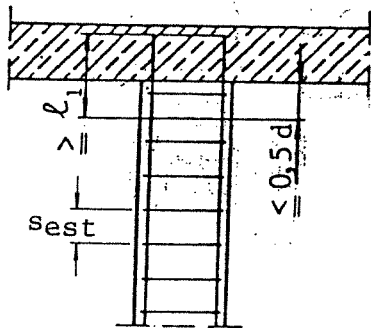
máximas: 9% (incluyendo zona de empalme)

6% (idem para acero tipo V)



# Diámetros mínimos de la armadura longitudinal

Espesor mínimo del elemento comprimido (cm)	Diámetro mínimo $d_{sl}$ (mm)	
	acero Tipo I	todo otro acero
$< 10$	10	8
$\geq 10$ a $< 20$	12	10
$\geq 20$	14	12



si  $b \leq 40$  cm bastan 4 barras longitudinales  
Anclaje sin requerimientos especiales

Anclaje con refuerzo de estribos en zona de anclaje

Los estribos deben ser cerrados, desplazando ganchos a lo largo de la columna.

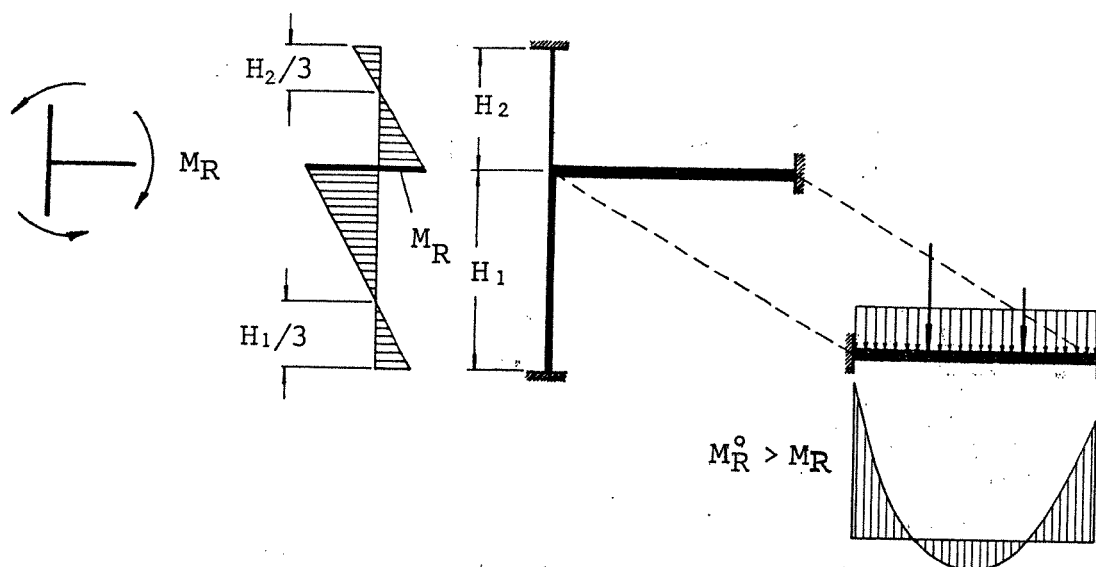
Diámetro mínimo de estribos:

$$d_s \text{ mín} \begin{cases} = 6 \text{ mm (4,2 para mallas soldadas)} \\ = 8 \text{ mm (para barras longitudinales, } d_s > 20 \text{ mm)} \end{cases}$$

Separación entre estribos (rige el valor menor):

$$s_{est} \begin{cases} \leq d_{\text{mín}} \text{ (menor espesor de la columna)} \\ \leq 12 d_{sl} \text{ (diámetro barras longitudinales)} \end{cases}$$

# Columnas exteriores de construcciones corrientes [15.4.2.]



Las columnas exteriores deben dimensionarse para  $N$  y el momento  $M_R$ , que resulta de una distribución del momento máximo  $M_R^\circ$  (ver Cuaderno 240 para mayores detalles).

## TABIQUES ( $b/d > 5$ ) [25.5.]

### Tipos de tabiques

- tabiques portantes para cargas verticales y placas verticales previstas para cargas horizontales (por ejemplo tabiques contraviento)
- tabiques de arriostramiento para el arriostramiento contra el pandeo de tabiques portantes
- tabiques no portantes (pueden transmitir cargas de viento, por ejemplo, losas)

Espesor mínimo de tabiques (construcción in-situ)

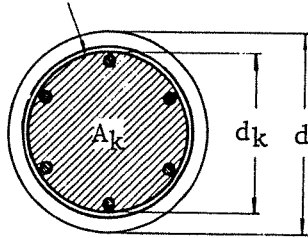
Hormigón	simple		armado	
	Losa sobre el tabique			
	continua		continua	
	no	si	no	si
H-8	20	14	—	—
$\geq$ H-13	14	12	12	10

tabiques de arriostramiento: espesor  $\geq 8$  cm

longitud  $\geq 20\%$  altura de piso

Columnas zunchadas [17.3.2. y 25.3.]

$A_{sw}$ ,  $\beta_{sw}$ , paso de hélice  $s_w$



$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$d_k \geq 20$  cm (14 cm para premoldeados)

número mínimo de barras longitudinales = 6

$$s_w \begin{cases} \leq d_k/5 \text{ (rige el valor menor)} \\ \leq 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,02 A_k \leq A_s \leq 0,09 A_k \text{ (aún en zonas de empalme)}$$

Para hacer uso del incremento de la carga de rotura se debe cumplir que:

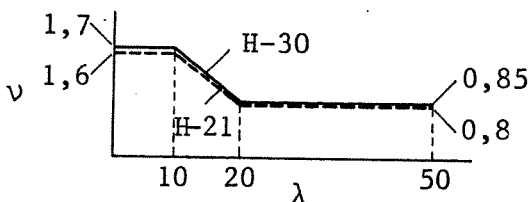
$$\begin{cases} \sigma'_{bk} \geq 21 \text{ MN/m}^2 \\ \lambda \leq 50 \\ e < d_k/8 \end{cases}$$

$$\Delta N_u = [v A_w \beta_{sw} - (A_b - A_k) \beta_R] \left(1 - \frac{8 M}{d_k N}\right) \geq 0$$

La verificación de la seguridad contra el descascaramiento ( $\gamma = 1,25$ ) exige además que:

$$A_w \beta_{sw} \leq \delta [(2,3 A_b - 1,4 A_k) \beta_R + A_s \beta_S]$$

donde  $A_w = \pi d_k A_{sw}/s_w$



$$\delta = \frac{2,1/1,5 - 1}{v}$$

H	21	30
$\delta$	0,42	0,39

Las columnas zunchadas se deben verificar a pandeo (salvo que puedan considerarse columnas internas comprimidas céntricamente, empotradas en ambos extremos y altura  $< 5 d$ ).

